

3次元DEMによる実物大石垣の振動シミュレーション

森田 大成¹・大塚 鎮²・酒井 久和³・小野 祐輔⁴・橋本隆雄⁵・中澤博志⁶・池本敏和⁷

¹非会員 大日本コンサルタント株式会社 インフラ技術研究所 ICT ソリューション室
(〒102-0075 東京都千代田区三番町 6-3 三番町UFビル 4F)

E-mail: morita_taisei@ne-con.co.jp

²正会員 東電設計株式会社 土木本部 耐震技術部 設計高度化グループ
(〒135-0062 東京都江東区東雲 1-7-12 KDX 豊洲グランスクエア 9階)

E-mail: mamoru-otsuka@tepsco.co.jp

³正会員 法政大学教授 デザイン工学部 都市環境デザイン工学科
(〒162-0843 東京都新宿区市ヶ谷田町 2-33)

E-mail: hisakai@hosei.ac.jp

⁴正会員 鳥取大学大学院教授 工学研究科 社会基盤工学専攻
(〒680-8552 鳥取市湖山町南 4-101)

E-mail: ysk@tottori-u.ac.jp

⁵正会員 国土舘大学教授 理工学部まちづくり学系
(〒154-8515 東京都世田谷区世田谷 4-28-1)

E-mail: thashimo@kokushikan.ac.jp

⁶正会員 静岡理工科大学教授 理工学部 土木工学科
(〒437-0032 静岡県袋井市豊沢 2200-2)

E-mail: nakazawa.hiroshi@sist.ac.jp

⁷正会員 金沢大学講師 理工研究域地球社会基盤学系
(〒920-1192 石川県金沢市角間町)

E-mail: tikemoto@se.kanazawa-u.ac.jp

本研究の目的は、3次元DEMの解析コードYADEを用いて、石垣構造物に対する解析の妥当性を検証することである。まず、石垣構造物を構成するモデルの妥当性を検討するために積み木の模型振動実験、小型石垣模型の傾斜破壊実験に対して再現シミュレーションを行った。この2つのシミュレーション結果から、球の集合体モデルの有用性を確認した。次に、有用性が確認されたモデルを用いて実物大石垣の振動実験、対策工を施した解析モデルに対する再現シミュレーションを実施した。

実物大石垣の振動実験の再現シミュレーションでは、築石の変動状態と変位量を高精度で再現した。また、対策工を施したモデルは築石の孕み出し抑制効果を示し、地震時の石垣構造物に対して効果的な対策工であることを示した。以上より、石垣構造物に対する解析の妥当性を確認した。

Key Words : DEM, YADE, clump model, 3-dimensional analysis, shaking table test, inclination tests,

1. はじめに

石垣構造物は地震動に対して脆弱な構造をしており、2016年に起きた熊本地震では、熊本城石垣の50箇所が崩落に至り、重要文化財に指定されている建物全13棟が倒壊を含む損傷を受けた¹⁾。熊本城は国の特別史跡に指定されており、その復旧にあたり文化財的価値を損なわないよう地震前の状態に復元するのを原則とされているが、年間200万人近い観光客が訪れることから安全性確保のために耐震補強を行う必要がある。しかし、対策工を適用した場合の耐震補強効果を定量的に示す根拠が少ないのが現状

である²⁾。

耐震補強効果を定量的に示す方法として数値解析が多数用いられている。野間ら³⁾は実物大城郭石垣モデルを用いた振動台実験⁴⁾に対して個別要素法 (Distinct Element Method: DEM) を用いた解析を行い、城郭石垣の変形から崩壊に至る過程を定量的に予測できる可能性を示している。笠ら⁵⁾は吉田城の石垣補修工事を事例に対して、石材の個別要素法を用いた解析モデルの構築方法の提案、補修工事による安定性向上効果の検討を行った。結果として、限定された1つの解析モデルの検討結果ではあるが、静的な条件下および地震動を加えた条件での石垣の

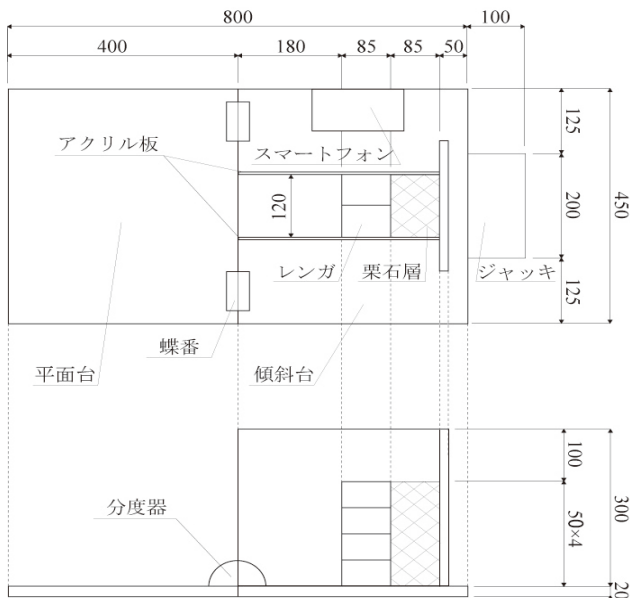


図1 実験台の概略図 (mm)

変位状況の推定することによって、補修工事が石垣の安定性を向上させる効果があることを示した。村上ら⁶⁾は2次元拡張個別要素法を用いて石垣構造物の地震応答解析を行い、アンカーを用いた耐震補強策の有効性を示した。しかし、この研究では江戸城外郭の石垣の地表部のみの限定的な構造物を対象としたものに留まっており、様々な石垣に対する崩壊挙動把握の段階まで至っていない。また、2次元解析では石垣の断面が一樣に続く場合には適しているが、熊本城の石垣や櫓のように3次元効果を考慮する必要がある構造物に対して2次元解析を行うと耐震性能、変形性能を適切に評価できない。そのため、3次元解析を行う必要があるが対策工を適用した石垣や櫓に対して3次元DEMによる研究は、伊吹⁷⁾の研究を除いてほとんど行われていない。しかし、伊吹の研究では3次元ブロックDEMプログラム上で直方体要素のみを扱うことを想定しているため、さまざまな形状が想定される実物の積み石に対応可能ではない。

そこで、本研究では解析ソフト YADE⁸⁾を用いて、実物形状に近い石垣構造物モデルを構築し、3次元解析の妥当性を検討する。石垣構造物を構成するモデルの妥当性を検討するために、大塚⁹⁾の積み木を用いた模型振動実験、本研究において実施した小型石垣模型の傾斜実験に対して再現シミュレーションを行った。そして、妥当性が確認されたモデルを用いて実物大石垣の振動台実験¹⁰⁾に対して数値シミュレーションを実施し、実物形状の石垣構造物に対しての3次元解析の妥当性を検討する。

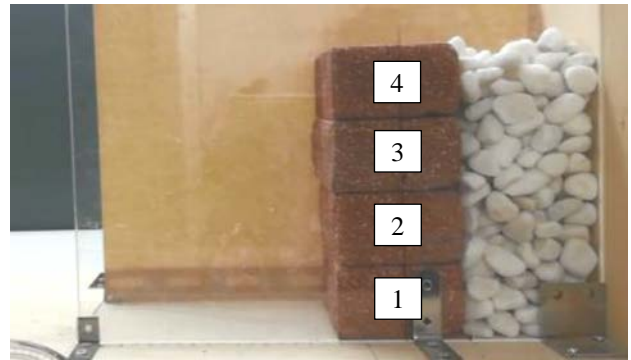


図2 小型石垣模型の傾斜破壊実験のモデル (Case.I-2)

2. 小型石垣模型の傾斜破壊実験

(1) 使用器具

本実験では、土台と背面を木材、側面はアクリル板を用いて作成した実験台を図1に示す。plaincode社の傾斜計アプリClinometerとストップウォッチを確認しながら、小型ジャッキを使用して毎秒1度の傾斜角が発生するように実験台を傾斜していく。

(2) 実験ケース

本実験では、小型石垣模型の積み石要素としてレンガ、栗石要素として玉石を用いる。実験は4ケース実施しており、レンガを2x4個積み一番下のレンガ(根石)は固定した場合をCase.I-2とし、レンガの天端高さまで玉石を自由落下で充填させた(図2参照)。図中の数字はレンガ番号であり、初期位置からの変位を測定するために、アクリル板に基準線を引いている。

(3) レンガの摩擦試験

レンガ間の摩擦係数の取得を目的として摩擦試験を実施した。2つ重ねたレンガの上に重りを載せ、下のレンガを万力でゆっくり押し出し変位及び荷重を計測する。また、重りの質量は1.009kg, 2.018kg, 4.026kgの3ケースであり、計測した変位及び荷重の関係から摩擦係数を得る。それぞれのケースで3回実施した試験で得られた摩擦係数の平均値は0.73であり、これをすべてのレンガの摩擦係数とする。

(4) 実験結果の整理

実験結果として、実験モデルの最終的な状態、崩壊後の基準線からのレンガの変位(基準線と垂直の方向)及び崩壊した際の角度をケースごとに整理する。なお、実験はレンガが崩壊するまで傾斜を行っており、変位は測定値を0.5cmごとに概算した。

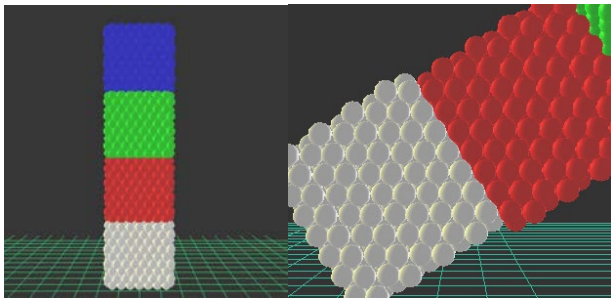
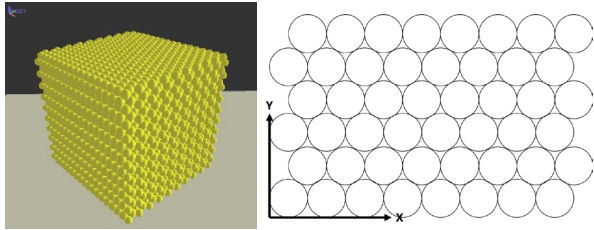
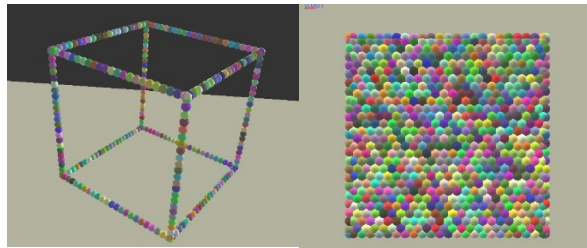


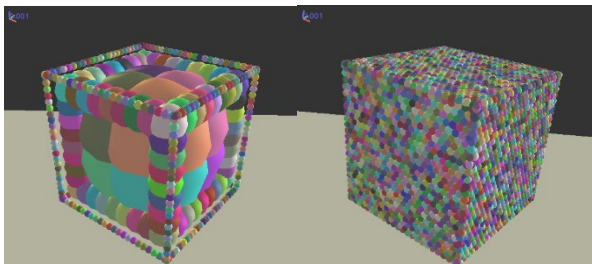
図3 モジュールで作成したモデルと噛み合わせ



(a) モジュール作成のモデル (b) 球形要素の密な配置
図4 積み木モデルの球形要素の配置



(a) 頂点と辺の要素配置 (b) 面の要素配置



(c) 内部の要素配置 (d) 全体の要素配置

図5 積み木の解析モデル

3. 模型振動実験の数値シミュレーション

大塚⁹⁾は多面体要素を用いて積み木の模型振動実験の数値シミュレーションを実施し、実験を高精度に再現した。本章では、この模型振動実験に対して球の集合体要素（クランプモデルと呼ぶ）を用いて数値シミュレーションを行い、モデルの妥当性を検討する。

(1) 模型振動実験の概要

実験では誠研社のパルスモーターサーボ式小型振動台、加速度センサは東京測器研究所の ARF-50A

表1 各ケースの段ごとの要素半径と重合比

	奇数段の半径(mm)	偶数段の半径(mm)	要素重合比	要素数
Case.B-1-1	0.7	0.6	1.143	13,145
Case.B-1-2	0.7	0.6	1.000	10,297
Case.B-2-1	0.8	0.7	1.143	9,737
Case.B-2-2	0.8	0.7	1.000	7,729
Case.B-3-1	0.9	0.8	1.143	7,577
Case.B-3-2	0.9	0.8	1.000	6,105
Case.B-4-1	1.0	0.9	1.143	6,065
Case.B-4-2	1.0	0.9	1.000	4,813
Case.B-5-1	1.1	1.0	1.143	4,925
Case.B-5-2	1.1	1.0	1.000	3,921

表2 積み木モデルの質量及び密度⁸⁾

	質量 (g)	密度 (kg/m ³)
黄	9.9	633.60
赤	11.0	704.64
緑	11.1	711.68
青	10.3	657.92

表3 模型振動実験の解析パラメータ⁸⁾

弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比	減衰定数	摩擦係数	計算時間間隔(s)
1.303×10 ⁶	0.5	0.03	0.151	4.0×10 ⁻⁷

を用いている。解析対象は積み木表面が塗装されており摩擦係数のばらつきが小さく、計算負荷の小さい一辺 25mm の立方体の積み木を 4 個重ねたケースとする。

(2) 解析モデル

YADE には設定した半径の球形要素を指定した領域内を六方最密充填構造の配列方法で満たすことができるモジュールが存在する。しかし、このモジュールを用いて積み木のクランプモデルを作成して地震波を与えると図3に示すようにモデル間で要素同士が噛み合いモデルが一体となって転倒した。DEM はモデルの形状による影響を受けるため、噛み合わせ効果を低減しないと滑動表現を再現できず、実際の挙動と異なる可能性がある。

そこで、球形要素による噛み合わせ効果の低減を目的として、実施した振動実験を対象に積み木モデル間の要素が噛み合い難くなるように隣接するモデ

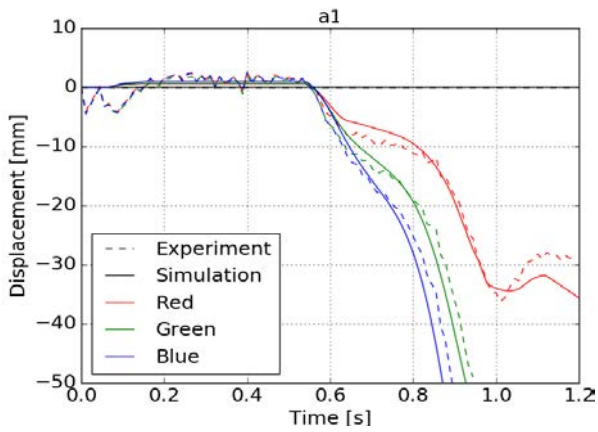
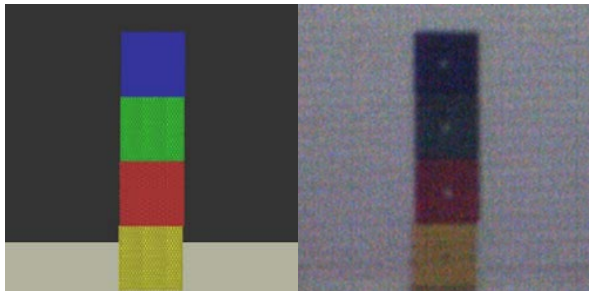


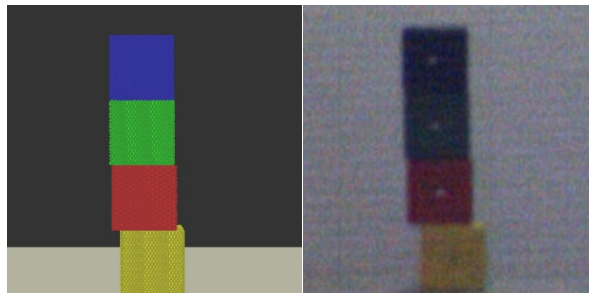
図6 Case.B-1-1の変位の時刻歴



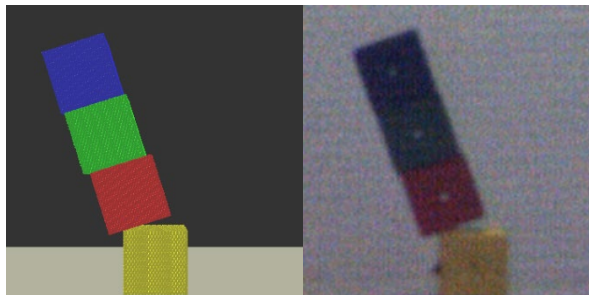
(a) 初期状態



(b) 0.2 秒時



(c) 0.6 秒時



(d) 0.8 秒時

図7 Case.B-1-1 積み木の挙動 (左: 解析, 右: 実験)

ルの要素半径を変えて解析を行う。

a) 表面要素の配列

YADE の六方最密充填構造の配列方法のモジュールで積み木モデルを作成すると、底面から順番に球形要素を配列させているため図 4(a)に示すように上面より側面の表面形状の方の凹凸が大きくなる。この形状を石垣の積み石要素などに用いると、上下と左右で隣接するモデルの摩擦特性が大きく異なると考えられる。

そこで、図 4(b)に示すような配列方式を全 6 面に適用させるプログラムを新たに構築する。まず、立方体の各頂点に要素を配置し、辺に要素を等間隔で配置したモデルを図 5(a)に示す。次に、立方体の全 6 面に図 4(b)の配列方式で、隣り合う全ての要素が密着するように同一径で粒子間距離を調節して配列させたモデルを図 5(b)に示す。

b) 内部要素の配置

図 5(c)に示すように解析モデルの内部には、半径を立方体の辺長の 40%とする球形要素を対角にある要素以外は均等に 3/4 程度重なり合うように配置し、辺付近の隙間を埋めるようにさらに半径を立方体の辺長の 10%とする球形要素を 3/4 程度重なり合うように配置した。積み木のクランプモデルを図 5(d)に示す。なお、完成したモデルの充填率は 96%である。

(3) 解析条件

隣接する積み木モデルの要素半径と要素重合比をそれぞれ変更させた解析ケースを表 1 に示す。解析ケースの 1 番目の数字は要素半径, 2 番目の数字は要素重合比が異なるモデルを表している。ここで、要素重合比とは橘ら⁹⁾が用いた 3次元 DEM のクランプモデルの形状精度指標の 1 つである。また、積み木モデルの質量及び密度を表 2 に、解析条件と物性値を表 3 に示す。ただし、実際の密度を粒子に適用すると積み木モデルの充填率が 100%に満たないため積み木の質量が小さくなる。そこで、モデルの質量が実際の質量に対して誤差 1%未満になるように粒子密度を調整する。表 2 の積み木密度は調整後の見かけ上の密度である。減衰定数は弾塑性の動的解析で用いられる一般的な値として 0.03 に設定した。

また、大塚が構築した要素に外力を与える方式の地震動プログラムは計算コストが高く、クランプモデルに対して過度な力を与えるため 1 ステップごとに加速度を変更する様に改良した。

(4) 解析結果

シミュレーションの結果、要素半径が小さく、要素重合比が大きいモデルほど噛み合わせ効果が低減される傾向が確認できた。Case.B-1-1 のモデルが全体的な変位では最も実験に整合する結果となった。

Case.B-1-1 の変位の時刻歴と挙動を実験結果とともに図 6, 図 7 に示す. ここで, 変位は黄色の積み木を基準とした相対変位 (右方向: 正, 左方向: 負) である.

図 6 より, 解析と実験では 0.2~0.55 秒まで全積み木の変位が約 1mm とほぼ一致し, 0.55 秒以降の変位も非常に実験と整合している. 図 7 に示した各時刻の積み木の挙動を見ると積み木間のずれの程度から左方向へ倒れるまで, ほぼ完全に一致していることが確認できる. 以上の解析結果のように, 球形要素の集合体のクランプモデルを用いた模型振動実験の再現解析は実験の積み木の挙動を高精度で再現することができた. また, 大塚のシミュレーションに比べて, 積み木モデルと地震動プログラムを改良したことで解析時間が約 50 倍早くなった.

4. 小型石垣模型の傾斜壊実験の数値シミュレーション

(1) 解析モデル

実験のレンガと玉石を多面体要素と球形要素のクランプモデルで作成した 2 種類の要素タイプで解析を行う.

寸法を指定して作成したレンガの多面体モデルと 18~22mm のサイズを指定してランダムな形状で作成した玉石の多面体モデルを図 8 に示す.

また, 表面を積み木クランプモデルと同じ配列方式でレンガモデルを図 9 に示すように作成した. ここで, 模型振動実験の数値シミュレーションにおいて最も形状精度が高い CaseB-1-1 の要素重合比と要素サイズ比 (球形要素の半径と立方体の辺長の比) を採用した. そのため, レンガの最短の 1 辺 50mm より, 球形要素の半径は 1.2mm と 1.4mm となる. なお, 完成したモデルの充填率は 96% である. また, 傾斜実験と大塚の安息角試験に使用した玉石は同じである. そのため, 大塚が堀口ら¹¹⁾の提案式を用いて作成した凸度 0.328 の玉石モデルを本シミュレーションでも使用する (図 9 参照).

(2) 解析条件

解析パラメータを表 6 に示す. 本解析は準静的シミュレーションであるため, 過度な加速度が作用しないよう減衰定数をレンガの実挙動に合う値として 0.3 に設定した.

解析モデルの初期状態を実験と同じにするため, 全ケースの玉石モデルに自重解析を行い充填させた. また, レンガの変位を視覚的にわかりやすくするため側面方向のレンガの初期位置を赤枠で示す.

(3) 解析結果

レンガを奥行 2x 高さ 4 個積み, 一番下のレンガ (根石) は固定したケースの実験結果と多面体モデル, クランプモデルでの解析結果を図 10, 変位と崩壊傾斜角を表 7 に示す.

図 10(b) より, 両モデル共に実験と同様に 2~4 段レンガが一体化したように崩壊する挙動を再現しているが, 多面体モデルはレンガが前方に大きく滑り出し, 玉石の沈下が生じていることがわかる. 崩壊後のレンガの残留状態は両モデルとも実験と近い結果となり, 特に, クランプモデルでは傾斜台と平行な玉石表層の残留状態が実験と非常に整合した結果となった.

多面体モデルのレンガが滑り出す原因は, DEM ではモデルの形状の影響が大きく, 実際のレンガの摩擦を再現できていないためであると考えられる. また, クランプモデルの崩壊傾斜角が過大評価した原因は, 接触判定の都合上, クランプモデルを構成する球形要素がレンガの表面より内側に配置しているため, 慣性モーメントを十分に再現できていないためであると考えられる.

以上のように, 解析は一部実験の不整合はあるものの, 定性的にはほぼ実験を再現しており, 石垣崩壊に対して多面体モデルとクランプモデルによる 3 次元 DEM の有用性が確認された. しかしながら, 多面体モデルはクランプモデルより計算コストが約 400 倍大きいことに加え, モデル表面の凹凸の再現に困難を要し, 解析が発散しやすい. したがって, より多くの要素が必要となる実物大の石垣モデルなどに対しての数値シミュレーションを実施する場合はクランプモデルが適していると考えられる.

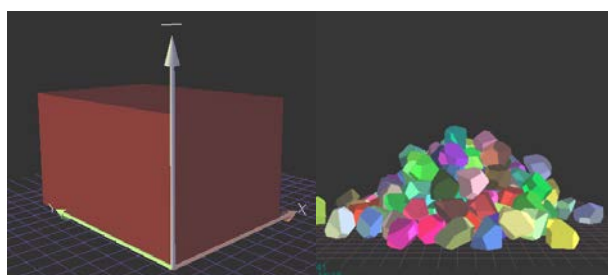


図 8 多面体のモデル (左: レンガ, 右: 玉石)

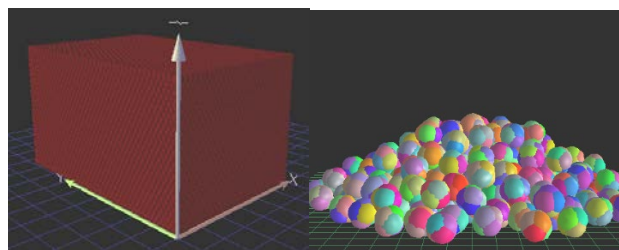


図 9 クランプモデル (左: レンガ, 右: 玉石)

表 6 小型石垣模型の傾斜破壊実験の解析パラメータ

	玉石	レンガ	木材	アクリル板
密度 (kg/m ³)	2,500	2,160	400	1,190
弾性係数 (KN/m ²)	6.97×10 ⁴	5.00×10 ⁶	1.00×10 ⁶	3.00×10 ⁶
ポアソン比	0.3	0.22	0.5	0.35
摩擦係数	0.595	0.73	0.40	0
減衰定数	0.3			
計算時間 間隔(s)	5.00×10 ⁻⁶			

表 7 変位と崩壊傾斜角の比較

レンガの番号	1	2	3	4	
基準からの 変位(cm)	実験	0	16.0	23.5	31.5
	クランプ モデル	0	13.5	15.5	33.5
	多面体	0	17.5	30.0	37.5
崩壊傾斜角 (°)	実験	23.2			
	クランプ モデル	27.4			
	多面体	15.3			

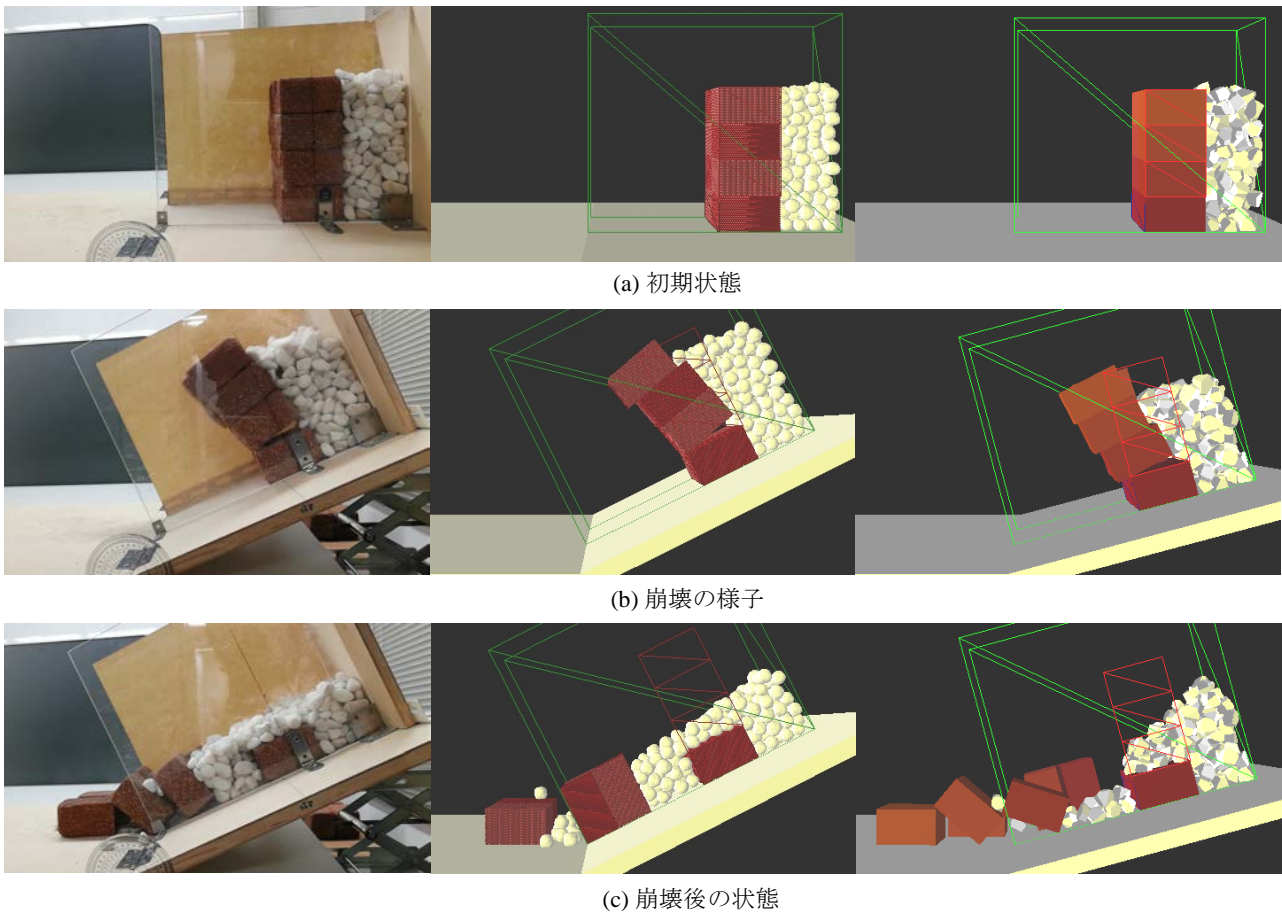


図 10 実験と解析の比較 (左: 実験, 中央: クランプモデル(Case.I-C-2), 右: 多面体モデル(Case.I-P-2))

5. 実物大石垣の振動台実験の数値シミュレーション

防災科学技術研究所で 6 ケース実施された振動台実験¹⁰⁾のうち、手積みモデル (Case.S-H) と鉄筋挿入アンカーモデル (Case.S-A) に対してクランプモデルで数値シミュレーションを実施する。

(1) 解析モデル

実験の築石は直方体と四角錐台を合わせた複雑な形状であるため、スケッチアップを利用して築石型の

領域作成し、その領域からはみ出た要素を削除することで築石クランプモデルを作成した (図 11 参照)。ここで、隣接する築石モデル同士の噛み合わせを低減させるため、築石モデルの上面と左側面の粒子半径を他の粒子よりも小さく設定している。なお、モデルを構成する球の要素重合比と要素サイズ比は 10 ケース実施した摩擦検証解析の結果から決定した。

実験の栗石は楕円体形状である。しかし、楕円体形状の栗石を作成するにはモデル構成の要素数を増やす必要があること加えて、作成したモデルの栗石

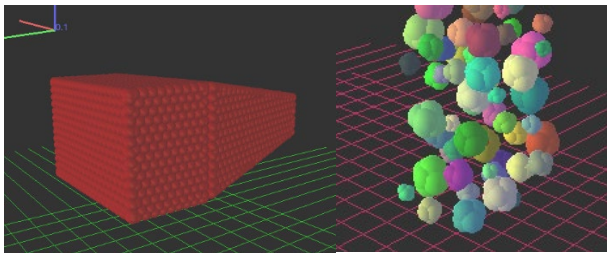


図 11 解析モデル (左: 築石, 右: 栗石)

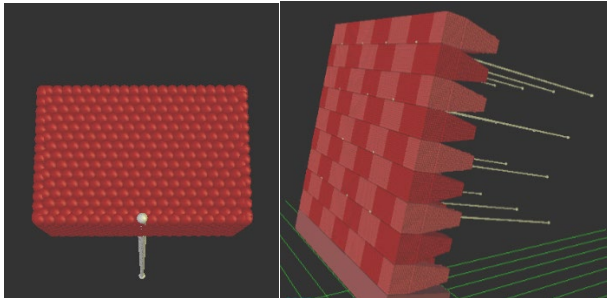


図 12 アンカーモデル (左: 築石と連結, 右: 全体図)

表 8 実物大石垣の振動台実験の解析パラメータ

	築石	栗石	砂地盤	囲い
密度 (kg/m ³)	2,600	2,600	1570	1,190
弾性係数 (KN/m ²)	6.97×10 ⁶	6.97×10 ⁶	1.57×10 ⁵	3.00×10 ⁶
ポアソン比	0.21	0.21	0.3	0.35
摩擦係数	0.60	0.84	0.67	0
減衰定数	0.03			
計算時間間隔 (s)	5.0×10 ⁻⁶			

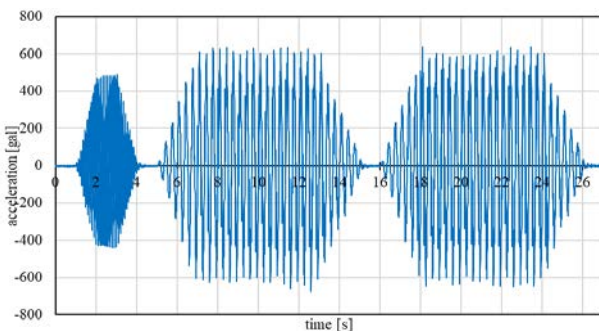


図 13 入力加速度 (27 秒間)

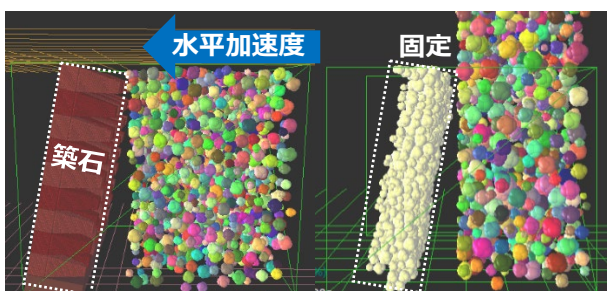


図 14 充填解析の様子 (左: 1 回目, 右: 2 回目)

表 9 振動解析の概要

0~1 秒	1~4 秒	5~15 秒	16~26 秒
自重解析	450gal	650gal-1	650gal-2

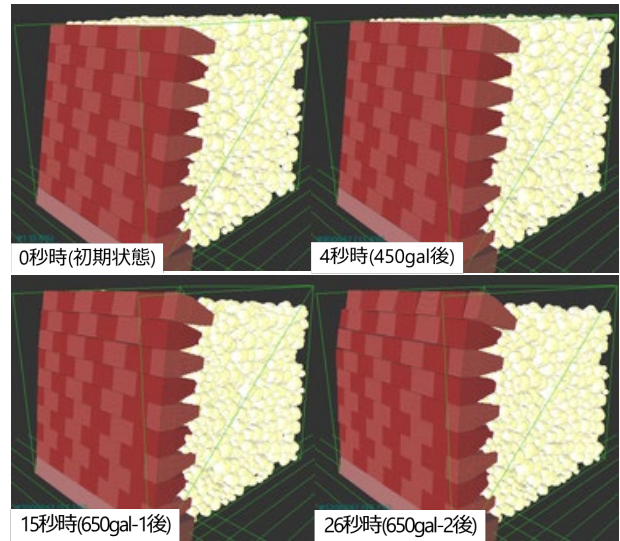


図 15 Case.S-H の振動解析の様子

としての性能を評価する必要もある。そのため、解析の栗石モデルは 4 章と同様に堀口らの提案式を用いて作成した (図 11 参照)。なお、栗石モデルのサイズは実験に合わせてバラツキを持たせている。

また、鉄筋挿入アンカーモデルは築石モデルと連結させ、1つのクランプモデルとして扱う (図 12 参照)。

(2) 解析条件

解析パラメータを表 8 に示す。鉄筋挿入アンカーのパラメータは解析モデル構築の都合上、築石と同じ値を使用する。本解析は振動シミュレーションであるため、減衰定数は同じ振動シミュレーションである 3 章と同値を用いる。入力加速度は築石の変状に大きな影響を与えた加振ステップ No.5 (10Hz・450gal), No.6 (3Hz・650gal), No.7 (3Hz・650gal) を、一連の入力地震動として連動させた図 13 を用いて解析を行う。ここで、3 章で改良した地震動プログラムは 1 ステップ毎に加速度を入力していたが、本章では解析時間を短縮させるため 100 ステップ毎に加速度を入力する仕様に変更した。なお、3 章の Case.B-1-1 のモデルを使用して、プログラムの仕様変更による影響が少ないことを確認している。

(3) 解析モデルの構築シミュレーション

実験モデルの栗石層は熟練工によって手積みで作成された状態であり、一度の自重解析で実験の初期状態を再現することはできない。そこで、栗石層の充填シミュレーションを 2 回に分けて実施することで解析モデルを構築する (図 14 参照)。1 回目は築

石モデルを固定した状態で重力を無くして水平方向に加速度を与えることで充填し、2回目は1回目で充填されたモデルを固定した状態で自由落下、振動も加えて充填させた。

(4) Case. S-H の振動解析結果

振動解析の加振ステップの概要を表9に示す。解析結果として、中央部の築石モデルの累積変位量、築石モデルの累積変動コンター図を各加振ステップごとに整理する。振動解析の様子を図15、各加振レベル後の築石中央部の累積変位量を図16、加振後の累積変位のコンターを図17と、図15より、加振ステップが増えるにつれて築石モデルの孕み出しが大きくなり、栗石モデル全体の沈下量も大きくなったことがわかる。

図16では、650gal加振で築石モデル下部の変位量を解析結果では過小評価しているものの、450galの加振後には実験と同様にすべての段の変位量が40mm以下、1回目の650galの加振後ではすべての段の変位量が150mm以下、2回目の650galの加振後の8段目の変位量が最大であり210mm程度という点を定量的に再現している。

図17より、解析において加振ステップが増えるにつれて5~9段目の築石モデルの孕み出しが特に大きくなっていることがわかる。2回の650gal加振後では、解析結果は壁側の築石モデルの変位は大きくなっているが、10段目の変位は少ないまま5~9段目の孕み出し量が大きくなる現象を定性的に再現した。

築石下部の変位量を過小評価した原因は450galの加振時に栗石の沈下が過度に発生、締固められ、下部地盤構造が強靱になったためであると考えられる。また、壁側の築石モデルの変位を過大評価した原因は側壁の摩擦を0と設定しているためであると考えられる。側壁の摩擦を適切な値に設定すれば、実験と同様な現象を再現すると予想される。

(5) Case. S-A の振動解析結果

実験の鉄筋挿入アンカー工法モデルは背面部に土嚢が用意されているが、報告書に土嚢のパラメータなどの記載が無く、またその性能を評価する実験も行われていない。そのため、解析では土嚢を配置せず、アンカー工法の効果を確認する目的で、手摘みモデルのCase.S-Hとの比較を行う。解析条件と結果の整理方法はCase.S-Hと同じである。

図18に示すように、450galの加振後では2ケースともすべての築石モデルの変位量が20mm未満である。また、1回目の650galの加振後ではCase.S-Aの変位量がほぼすべての段においてCase.S-Hの変位量の50%以下、2回目の650galの加振後ではCase.S-Aの最大変位量がCase.S-Hの最大変位量の25%以下と

なった。

累積変位コンターの図19より、Case.S-Aの方がほぼすべての築石モデルの孕み出し量が小さくなったことがわかる。そのため、作成したアンカーモデルは築石の孕み出し抑制効果を有していると判断する。

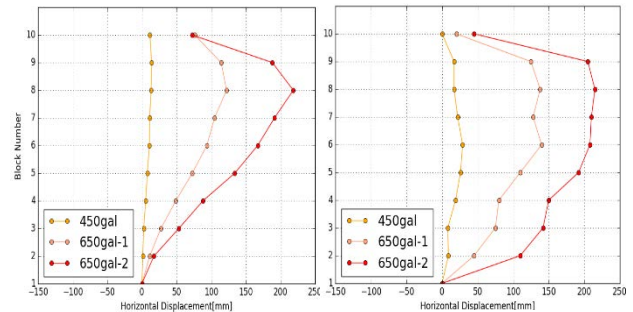
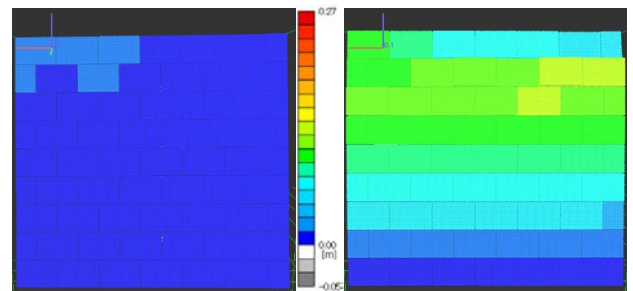
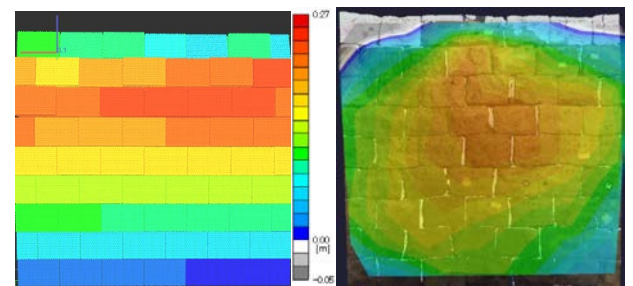


図16 Case.S-Hの築石中央部の累積変位量
(左：解析，右：実験)



(a) 450gal 後

(b) 650gal-1 後



(c) 650gal-2 後 (解析)

(d) 650gal-2 後 (実験)

図17 Case.S-Hの累積変位コンター図

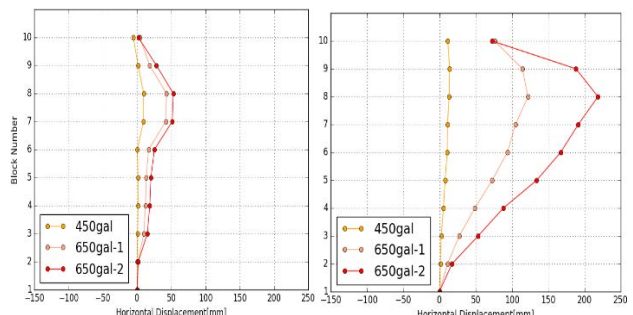


図18 築石中央部の累積変位量
(左：Case.S-A，右：Case.S-H)

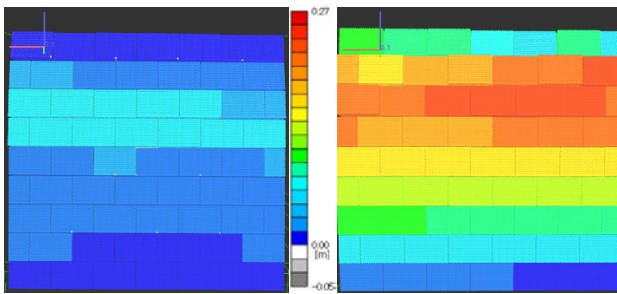


図 19 650gal-2 後累積変位コンター図
(左：Case.S-A, 右：Case.S-H)

6. 結論

本研究では、YADE を用いて組石構造から実物大石垣に対してまで 3 次元 DEM 解析を実施した。以下に研究成果を示す。

- (1) クランプモデルと地震動プログラムを改良することで、積み木の模型振動実験の解析では実験結果を高精度で再現し、解析に要する時間を 50 倍ほど短縮させた。
- (2) 小型石垣模型の傾斜破壊実験の解析では、クランプモデル・多面体モデルは共に実験の崩壊挙動と残留状態を精度良く再現した。また、計算コストとモデル表面の再現性の観点から、実物大の石垣構造物に対してはクランプモデルの有用性が高いことが確認された。
- (3) 実物大石垣の振動台実験の解析では、実物形状に近い解析モデルを構築することで、手積みモデルの Case.S-H において築石中央部の変形状態を定性的に再現し、築石上段部の累積変位量を定量的に再現した。また、解析でアンカーモデルを配置することで、手積みモデルの Case.S-H と比べて築石の最大変位量が 75%減少した。この結果から、アンカーモデルは築石の孕み出し抑制効果を有しており、石垣構造物に対して効果的な対策工であることを示した。

謝辞：本研究は JSPS 科研費 21H01595 の助成を受けたものである。

参考文献

- 1) 熊本市 経済観光局 熊本城総合事務所：熊本城復旧基本計画，2018.
- 2) 沢田紫門，福井悠介，千種辰弥：文化財，耐震化にジレンマ歴史的価値と安全確保の間で，朝日新聞 DIGITAL, <https://www.asahi.com/articles/ASL465D3PL4 6TIPE015.html> (2020 年 8 月 31 日閲覧)
- 3) 野間康隆，山本浩之，西村毅，笠博義，西形達明，西田一彦：城郭石垣の地震時変形予測と安全性評価に関する研究，土木学会論文集 C (地圏工学)，Vol. 69, No. 4, pp. 444-456, 2013.
- 4) 山本宏之，西形達明，八尾眞太郎，西田一彦，笠博義：実物大モデルを用いた城郭石垣の地震時挙動の検討，土木学会論文集 C, Vol. 66, No. 1, pp. 43-57, 2010.
- 5) 笠博義，西田一彦，西形達明，森本浩行，阿波谷宜徳，山本浩之：個別要素法による城郭石垣の安定性解析の試み，土木史研究論文集，Vol. 27, 2008.
- 6) 村上友基，沼田宗純，目黒公郎：2 次元拡張個別要素法による石垣構造物の地震動応答解析，土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)，Vol. 70, No. 4 (地震工学論文集第 33 巻)，pp. 506-512, 2014.
- 7) 伊吹竜一：石積み擁壁に対する大変形 SPH-DEM 解析法の開発，法政大学大学院デザイン工学研究科都市環境デザイン工学専攻修士論文，2018.
- 8) Similauer, V., Catalano, E., Chareyre, B., Dorofeenko, S., Duriez, J., Dyck, N et al.: Yade documentation, 2nd ed., 2015.
- 9) 大塚鎮：石垣構造物に対するクランプモデルを用いた 3 次元 DEM の適用性の研究，法政大学大学院修士学位論文，2020.
- 10) 国土館大学：熊本城石垣施工実験及び振動実験業務報告書，研究業務資料，2019.
- 11) 堀口俊行，澁谷一，香月智，田附正文：集合体要素の形状特性が安息角に及ぼす影響に関する解析的検討，構造工学論文集，Vol. 57A, pp. 136-146, 2011.

3D DEM SIMULATION OF SHAKING TABLE TESTS OF FULL-SCALE MASONRY STONE WALLS

Taisei MORITA, Mamoru OTSUKA, Hisakazu SAKAI Yusuke ONO, Takao HASHIMOTO, Hiroshi NAKAZAWA and Toshikazu IKEMOTO

The objective of this study is to validate the deformation analysis for masonry stone walls using the 3D

discrete analysis code YADE. First, we performed numerical simulations of (1) shaking table tests with wooden blocks and (2) inclination tests with small masonry stone wall models. The spherical clamp model's validity was verified from those two types of simulations. Next, we conducted numerical simulations of shaking table tests with full-scale masonry stone walls using the spherical clump models. Our results showed that the numerical deformation of masonry stone walls was well-simulated with those of tests. In addition, introducing ground anchors, one of the seismic countermeasures, effectively reduced the deformation of masonry walls as well as the full-scale shaking test. Therefore, the validity of the deformation analysis for masonry stone walls was confirmed from these results.